

ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد

منیره قندھاری (کارشناس ارشد)

محمد اکبری* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

مجتبی حنطه (دکتری)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

امید پناهی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

هدف از انجام مطالعه‌ی حاضر، ارزیابی کارایی و دقیقی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌یی سازه‌ها براساس عملکرد است. تحلیل لرزه‌یی استفاده شده در رویکرد ذکر شده، ساده‌تر و از لحاظ محاسباتی کم‌هزینه‌تر از تحلیل‌های لرزه‌یی در رویکردهای غیرخطی و دینامیکی پیشنهادی در نظریه‌ی ۳۶ است. برای این منظور، در مرحله‌ی اول پژوهش، طرح‌های بهینه‌ی ۶ مدل قاب خمشی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه و یک قاب ۱۲ طبقه و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، اینمی جانی و آستانه‌ی فروریزش و در سطح خطر I و با توجه به رویکرد استاتیکی خطی و به کمک الگوریتم ژنتیک تعیین و در مرحله‌ی بعد، طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده به وسیله‌ی رویکرد واقع‌بینان‌تر استاتیکی غیرخطی از لحاظ عملکرد لرزه‌یی ارزیابی شده‌اند. نتایج ارزیابی نشان داد که طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده از رویکرد خطی، طرح‌های قابل قبولی هستند و مقادیر زوایای چرخش خمیری در مفاصل تشکیل شده در اعضا به طور قابل ملاحظه‌یی کمتر از مقادیر مجاز چرخش در سطح عملکرد موردنظر بوده است.

m.ghandehary@yahoo.com
makbari@kashanu.ac.ir
mhenteh@semnan.ac.ir
omid.panahi72@gmail.com

وازگان کلیدی: طراحی براساس عملکرد، الگوریتم ژنتیک، قاب خمشی فولادی، رویکرد استاتیکی خطی، روش‌های طراحی براساس عملکرد.

۱. مقدمه

سطوح عملکرد: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)^۱، اینمی جانی (LS)^۲ و آستانه‌ی فروریزش (CP)^۳ به عنوان سطوح عملکرد در طراحی براساس عملکرد در نظر گرفته می‌شوند. در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه، پیش‌بینی می‌شود که در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزاء سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد. در سطح عملکرد اینمی جانی، خرابی در سازه ایجاد می‌شود، اما مقادیر خرابی‌های سازه منجر به خسارت جانی نمی‌شود. در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش در اثر زلزله، خرابی گسترده‌ی در سازه ایجاد می‌شود که با افزایش بار یا انحراف، سازه فرو می‌پاشد. بسته به درجه‌ی اهمیت یک سازه، ممکن است سطوح مختلف عملکرد برای سطوح مختلف خطرهای زلزله مدنظر قرار گیرد.

در حال حاضر، نرم‌افزارهای تجاری موجود، قابلیت طراحی سازه‌ها براساس عملکرد را ندارند و عموماً سازه‌ها با استفاده از مقاومت از سعی و خطا برای تأمین سطح عملکرد موردنظر طراحی می‌شوند که نتیجه‌ی آن ممکن است مطلوب و مناسب نباشد. با تعریف و فرمول‌بندی مسئله‌ی طراحی براساس عملکرد در قالب یک مدل

وقوع زمین‌لرزه‌های شدید اخیر نشان داده است با وجود اینکه سازه‌ها مطابق با آینین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی شده‌اند، میزان آسیب‌های ایجاد شده در آن‌ها، بسیار بالا بوده است، که سبب سوق جامعه‌ی مهندسی به بررسی اثربخشی آینین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی شده است. نیاز به طرح‌هایی با عملکرد بهتر و خسارت‌ها و تلفات کمتر به عالم آسیب‌های سازه‌یی منجر به توسعه‌ی روش‌های طراحی براساس عملکرد شده است.^[۱] مفاهیم طراحی براساس عملکرد در سال‌های اخیر توسعه دستورالعمل‌های مختلف برای ارزیابی و بازسازی سازه‌های موجود و تحلیل و طراحی سازه‌های جدید معرفی شده‌اند. هدف اصلی طراحی براساس عملکرد، افزایش اینمی در مقابله خطرهای طبیعی و به خصوص زلزله است، تا سازه‌ها بتوانند عملکرد قابل پیش‌بینی و قابل اطمینان داشته باشند. به عبارت دیگر، سازه‌ها باید بتوانند در برابر میزان زلزله و سطح آسیب احتمالی از پیش تعیین شده مقاومت کنند.^[۲]

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۲۳/۱۲/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۵/۱۴/۱۴۰۰، پذیرش ۲۸/۱۴/۱۴۰۰
DOI:10.24200/J30.2022.60067.3083

کاهش فضای جستجو و افزایش سرعت همگرایی، یک تحلیل تقریبی مقدماتی به کار بردن.^[۱۲] قلی زاده و همکاران (۲۰۲۰)، با ابداع یک الگوریتم فراابتکاری موسوم به NMA، از آن در طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی براساس عملکرد استفاده کردند.^[۱۳] فتحی و حسینی واعظ (۲۰۲۰)، از الگوریتم‌های تبخیر آب، برخورد اجسام، ازدحام ذرات و الگوریتم ارتقا‌یافته‌ی برخورد اجسام در طراحی بهینه‌ی قاب‌های فولادی مهاریندی شده براساس عملکرد استفاده کردند و دریافتند که عملکرد الگوریتم ارتقا‌یافته‌ی برخورد اجسام از سایر الگوریتم‌ها بهتر است.^[۱۴]

تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی به طور گسترشده‌ی درازی‌بابی لرزه‌یی سازه‌ها و تعیین شاخص‌های خسارت استفاده شده‌اند.^[۱۵] در بیشتر نوشتارهای موروث شده در حیطه‌ی طراحی سازه براساس عملکرد نیز برای تعیین پاسخ سازه در سطوح مختلف مختلف از رویکرد تحلیل غیرخطی استاتیکی پوش آور استفاده شده است. گرچه تحلیل غیرخطی، رفتار واقعیت‌آفرینی از سازه در هنگام وقوع زلزله ارائه می‌کند، اما به علت هزینه‌ی محاسباتی بالا، بهخصوص در طراحی بهینه‌ی سازه که نیاز به دفعات زیاد تحلیل است، استفاده از آن با چالش‌های جدی مواجه است و درنهایت به علت محدودیت‌های محاسباتی ممکن است منتج به جواب بهینه نشود.

قلی زاده (۲۰۱۵)، از یک مدل شبکه‌ی عصی آموزش دیده برای پیش‌بینی پاسخ تحلیل پوش آور استفاده کرد که در آن زمان اجرای مدل بهینه‌سازی به میزان قابل ملاحظه‌ی کاهش پیدا کرده بود.^[۱۶] قلی زاده و محمدی (۲۰۱۷)، به منظور کاهش زمان اجرای برنامه‌ی طراحی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی بر مبنای اطمینان‌پذیری از یک شبکه‌ی عصبی پس انتشار موجی برای تعیین پاسخ‌های معین و احتمالی لرزه‌یی استفاده کردند.^[۱۷]

رویکرد استاتیکی خطی (شامل تحلیل استاتیکی خطی و ضوابط عملکردی متناظر با تحلیل ذکر شده)، یکی دیگر از رویکردهای معرفی شده در نظریه‌ی ۳۶۰ برای ارزیابی لرزه‌یی سازه‌های موجود براساس عملکرد است.^[۱۸] تحلیل خطی، تقریب قابل قبولی از ویژگی‌ها و رفتار حقیقی پیشتر مسائل مهندسی ارائه می‌دهد. اگر تغییر در سختی به اندازه‌ی قابل توجهی کم باشد، این امکان وجود دارد که بتوان فرض کرد شکل و جنس در طول مراحل تغییر مکان ثابت بمانند. بدین معنی که در تمام مراحل تغییر مکان، مدل تحلیل شده دارای همان سختی بوده است که مدل اولیه پیش از اعمال بار داشته است. این موضوع مهم‌ترین فرض در تحلیل خطی است و به میزان بسیار زیادی تحلیل سازه را ساده و از لحاظ محاسباتی کم‌هزینه می‌کند. در استاندارد ۲۸۵۰، مجوز استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی معادل برای طراحی سازه‌های جدید براساس مقاومت داده شده و استفاده از روش اخیر برای طراحی سازه‌ها متداول است.^[۱۹] گرچه روش تحلیل استاتیکی خطی پیشنهادی در نظریه‌ی ۳۶۰ از نظر مبنای با روش استاتیکی خطی معادل تجویزی ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ شباخته‌های دارد، اما روند آن با طراحی تجویزی اشاره شده در استاندارد ۲۸۰۰، هم در جزئیات محاسبه‌ی برش پایه و هم در معیارهای پذیرش کاملاً متفاوت است. به طوری که در محاسبه‌ی برش پایه در روش استاتیکی خطی نظریه‌ی ۳۶۰ از ضریب رفتار آین نامه استفاده نمی‌شود؛ به عبارت دیگر، برش پایه ارجاعی در روش استاتیکی خطی استفاده می‌شود. در مقابل، ظرفیت مقاومتی اجزاء سازه با استفاده از ضریبی به نام m نسبت به مقادیر پیشنهادی آین نامه افزایش می‌یابند؛ بنابراین الزاماً سازه دست بالا نخواهد بود. ضریب m برای هر عضو سازه‌یی و هر نوع کنش (برش، خمش و نیروی محوری) متفاوت است و عدد ثابتی نیست. یک مشکل اساسی در روش‌های طراحی تجویزی مبتنی بر ضریب رفتار این است که تمام کنش‌های سازه با یک ضریب ثابت R در تمام طبقات صرف‌نظر از نوع جزء سازه‌یی، محل قرارگیری آن، و نوع رفتار آن کاهش داده می‌شود که اساساً منطقی

بهینه‌سازی و توسعه‌ی یک روش رایانه‌یی می‌توان طراحی بهینه‌ساز براساس عملکرد را به صورت نظاممند انجام داد.

در سال‌های گذشته، مطالعات گستره‌یی در زمینه‌ی طراحی لرزه‌یی بهینه‌ی سازه براساس عملکرد انجام شده است. لیو^۴ و همکاران (۲۰۰۴)، مدلی برای طراحی بهینه‌ی سازه عملکرد با دو تابع هدف کمینه‌سازی وزن سازه و خطر لرزه‌یی با همان پیشنهادی جایه‌جایی نسبی طبقه در دو سطح خطر ارائه کردند و کاربرد آن را در یک قاب خمشی ویله با الگوریتم ژنتیک نشان دادند.^[۲۰] کاوه و همکاران (۲۰۱۰)، از الگوریتم کلونی مورچگان برای طراحی بهینه‌سازه عملکرد استفاده و نتایج را با نتایج به دست آمده از الگوریتم ژنتیک مقایسه کردند. ایشان از یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور ساده شده رایانه‌یی با احتساب سختی مرتبه‌ی اول و سختی هندسی مرتبه‌ی دوم برای تعیین پاسخ سازه در سطوح مختلف عملکرد لرزه‌یی استفاده کردند و دریافتند که الگوریتم کلونی مورچگان، به دلیل جمع‌آوری حافظه‌ی تمام نسل‌ها و اثرباری کمتر از راه حل‌های ضعیف اولیه، عملکرد بهتری نسبت به الگوریتم ژنتیک دارد.^[۲۱]

تهرانی زاده و مشرف (۲۰۱۱)، برای بهینه‌سازی سازه براساس عملکرد از یک روش برایه‌ی انرژی با دو تابع هدف کمینه‌سازی وزن و خطر لرزه‌یی استفاده کردند.^[۲۲] قلی زاده و همکاران (۲۰۱۲) به مقایسه‌ی الگوریتم‌های فراابتکاری ژنتیک، کلونی مورچگان، جست‌و‌جوی هارمونیک، و ازدحام ذرات و نیز از تحلیل پوش آور برای تعیین پاسخ سازه استفاده کردند و برتری الگوریتم ازدحام ذرات را در مقایسه با دیگر الگوریتم‌ها نشان دادند.^[۲۳] قلی زاده و کامیاب مقدس (۲۰۱۳)، در طراحی بهینه‌سازی عملکرد مبتنی بر تحلیل پوش آور نتایج حاصل از مقایسه‌ی الگوریتم ازدحام ذره‌ی کواتوم با الگوریتم ازدحام ذره‌ی کواتوم بهبود یافته را ارائه دادند و دریافتند که الگوریتم ازدحام ذره‌ی کواتوم بهبود یافته‌ی پیشنهادی، اثر بهتری در بهینه‌سازی وزن سازه دارد.^[۲۴] کاوه و نصراللهی (۲۰۱۴)، طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد قاب‌های فولادی را با استفاده از روش بهینه‌سازی سیستم جست‌و‌جوی شارزی ارائه داده و کاربرد الگوریتم بهینه‌سازی توسعه داده شده‌ی مذکور در چند مسئله‌ی طراحی بهینه‌ی سازه، بهبود قابل توجهی را در وزن سازه نسبت به روش‌های متعارف طراحی نشان داده است.^[۲۵] طلعت‌اهری (۲۰۱۴)، از ترکیب الگوریتم سیستم جست‌و‌جوی شارزی و ازدحام ذرات برای طراحی بهینه‌سازی عملکرد دو قاب استفاده کرده و نشان داده است که الگوریتم ترکیبی مذکور در مقایسه با سایر الگوریتم‌های ابتكاری، عملکرد بهتری در رسیدن به جواب بهینه دارد.^[۲۶] قلی زاده و باچچوان (۲۰۱۷)، به بهینه‌سازی طراحی براساس عملکرد ۲ خرپا و ۳ قاب خمشی فولادی با الگوریتم کرم شب تاب اصلاح شده‌ی نامنظم با توابع هدف وزن سازه‌یی و بیشینه‌ی جایه‌جایی نسبی در سطوح عملکردی مختلف برای حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری پرداختند و دریافتند که وزن سازه در مقایسه با روش‌های متداول طراحی، کاهش قابل ملاحظه‌ی داشته است.^[۲۷] کارپاس و آیداقدو^۵ (۲۰۱۸)، طراحی لرزه‌یی بهینه‌ی از قاب‌های فضایی را با استفاده از الگوریتم چرخه‌ی آب ارائه دادند و با بهره‌گیری از نیز تبخری، جست‌و‌جو برای رسیدن به جواب بهینه‌ی کلی را بهبود بخشیدند.^[۲۸] زانگ و تیان (۲۰۱۹)، یک چارچوب جدید دور مراحلی برای طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد برای قاب‌های خمشی بتن مسلح ارائه کردند، به نحوی که میزان چرخش خمیری مفاصل و جایه‌جایی نسبی طبقات را به عنوان قیود عملکردی مدنظر قرار دادند و از روش طیف‌ظرفیت برای تعیین تغییرشکل‌های پیشنهاده کردند.^[۲۹]

کریمی و حسینی واعظ (۲۰۱۹)، از الگوریتم‌های ازدحام ذرات و گرگ خاکستری برای طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کردند و جهت

۶۸

و آستانه‌ی فروریزش (CP) براساس نشریه‌ی ۳۶۰ در نظر گرفته شده است.^[۲۱] همچنین سطح خطر I براساس آین نامه‌ی اخیر، یعنی زلزله با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال که معادل زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است، مدنظر قرار گرفته است. در نشریه‌ی ۳۶۰، چهار رویکرد استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی پیشنهاد شده است. وجه تایز رویکردهای اخیر در واقع ناشی از نوع مدل سازی نیروی زلزله و همچنین نوع ضوابطی است که سازه باید تحت اثر ترکیب بارهای نقلی و زلزله اقطاع کند.

استفاده از هر یک از رویکردهای اخیر تحت شرایط خاصی انجام پذیر است که کاربر باید قبل از انتخاب رویکرد، آن را مدنظر قرار دهد. هر کدام از رویکردهای مذکور ممکن است بسته به شرایط برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد یا ارزیابی ظرفیت سازه‌های موجود براساس عملکرد استفاده شوند. در نوشتر حاضر، از رویکرد استاتیکی خطی برای هدف طراحی و سپس از رویکرد استاتیکی غیرخطی با هدف ارزیابی عملکرد طرح‌های به دست آمده از رویکرد خطی استفاده شده است. در طراحی یک سازه براساس عملکرد، علاوه بر کنترل ضوابط عملکردی سازه در برابر بار زلزله، لازم است ضوابط مقاومت سازه در برابر بارهای نقلی نیز کنترل شوند.

۱.۲. ضوابط کنترل مقاومت سازه تحت اثر بارهای نقلی

در این مرحله ضوابط روش بار و مقاومت براساس مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان بررسی می‌شوند.^[۲۲] برای بارگذاری نقلی از رابطه‌ی ۱ استفاده می‌شود:

$$Q_G^{SC} = 1/2 Q_{DL} + 1/6 Q_{LL} \quad (1)$$

که در آن، Q_{DL} بار مرده و Q_{LL} بار زنده هستند. ضوابط طراحی تیرها و ستون‌ها در ادامه آرائه شده است.

۱.۱.۲. تیرها

انتخاب مقطع مناسب برای طراحی تیر براساس معیار خمین، طبق رابطه‌ی ۲ صورت می‌گیرد:

$$\varphi_b \times M_n \geq M_r \quad (2)$$

که در آن، M_r لنگر خمینی ناشی از بارهای ضربه دار، φ_b ضربه کاهش مقاومت، که مساوی ۹/۰ است؛ M_n ظرفیت خمینی مقطع که وابسته به فشردگی، غیرفشردگی و یا لاغری مقطع و همچنین فواصل تکیه‌گاه‌های جانی است و مطابق با بند ۵-۲-۱۰ مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان،^[۲۳] تعیین می‌شود.

۲.۱.۲. ستون‌ها

انتخاب مقطع مناسب برای ستون‌ها تحت اثر همزمان لنگر خمینی و نیروی محوری فشاری حول یک محور x در اعضاء با مقطع دارای ۱ یا ۲ محور تقارن، با توجه به بند ۲-۷-۲-۱۰ مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان،^[۱۹] و با توجه به روابط ۳ و ۴ تعیین می‌شود.

$$\text{الف) برای } \frac{P_u}{P_c} \geq 0^{\circ} : \quad (3)$$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \quad (3)$$

$$\text{ب) برای } \frac{P_u}{P_c} < 0^{\circ} : \quad (4)$$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} \right) \leq 1 \quad (4)$$

نیست؛ بنابراین در تحلیل استاتیکی خطی موجود در رویکرد عملکردی پیشنهادی نشریه‌ی ۳۶۰، این ضعف بسیار بزرگ از روش‌های تجویزی برطرف شده است. به زعم نویسنده‌گان نوشتار حاضر، برخلاف مطالعات بسیاری که در مورد طراحی سازه‌ها براساس مقاومت و با تحلیل استاتیکی خطی معادل صورت گرفته است، پژوهشی درخصوص طراحی لزže‌ی سازه‌ها براساس عملکرد و با رویکرد استاتیکی خطی صورت نگرفته است. هدف از انجام پژوهش حاضر، ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لزže‌ی سازه‌ها براساس عملکرد است. به عبارت دیگر، در نوشتر حاضر مدنظر است به این سوال پاسخ داده شود که چقدر می‌توان به رویکرد استاتیکی خطی مشتمل بر روش تحلیل استاتیکی خطی و ضوابط عملکردی متناظر با تحلیل اخیر، که در آین نامه‌ی ۳۶۰ پیشنهاد شده است، اعتماد کرد. از طرف دیگر، اگر طراحی یک سازه با روند سعی و خطأ و بدون وجود یک روش نظاممند و سیستماتیک صورت گیرد، طرح به دست آمده ممکن است طرح غیرااقتصادی باشد، که ظرفیت‌های طرح از نیازهای طراحی بسیار بیشتر باشد؛ لذا وقتی طرح مذکور با رویکرد استاتیکی غیرخطی و ضوابط متناظر با آن از لحاظ عملکرد لزže‌ی کنترل شود، ممکن است نتیجه‌ی ارزیابی متأثر از ظرفیت‌های بیش طراحی شده اعضاء باشد و در نتیجه نتوان ارزیابی متناسبی از رویکرد استاتیکی خطی داشت. لذا برای اینکه ارزیابی متناسب‌تری از رویکرد استاتیکی خطی صورت گیرد، بهتر است طراحی سازه با رویکرد استاتیکی خطی به صورت بهینه انجام شود و طرح بهینه‌ی سازه ارزیابی شود.

بنابراین با توجه به هدف مذکور، در نوشتر حاضر در ابتدا طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمینی فولادی براساس عملکرد و مبتنی بر رویکرد استاتیکی خطی مدنظر قرار گرفته است. برای این منظور از نرم‌افزار OpenSEES برای تحلیل سازه و از الگوریتم زنگینک برای حل مسئله‌ی طراحی لزže‌ی سازه استفاده شده است. عملت استفاده از نرم‌افزار OpenSEES به بالای آن در اتصال به کد الگوریتم زنگینک تهیه شده در محیط برنامه‌نویسی متلب^۷ است. دو قاب خمینی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه با بارگذاری نقلی و لزže‌ی و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، اینمی‌جانی و آستانه‌ی فروریزش در سطح خطر I به عنوان مطالعات موردی پژوهش حاضر طراحی بهینه شده‌اند. در مرحله‌ی بعد و به منظور ارزیابی کارایی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لزže‌ی سازه‌ها براساس عملکرد، طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده با رویکرد اشاره شده، به کمک رویکرد استاتیکی غیرخطی پوش‌آور و در محیط نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰ ارزیابی شده‌اند.

۲. طراحی براساس عملکرد

روش‌های کنونی طراحی سازه بر مبنای طراحی به روش مقاومت است. صرفنظر از کاستی‌هایی که در روش‌های مذکور وجود دارد، بیان رفتار اجراء سازه‌ی از طریق تک پارامتر مقاومت در سیاری از موارد پاسخ متناسبی به دست نمی‌دهد.^[۱۱] در نتیجه میزان خسارت و رفتار سازه در هنگام زلزله غیرقابل پیش‌بینی است. در طراحی براساس عملکرد، پاسخ سازه و میزان خسارت در سطح عملکرد مشخص و سطح خطر از پیش تعیین شده در طول عمر سازه قابل پیش‌بینی است. تعریف اهداف عملکردی، بخش اساسی در طراحی براساس عملکرد است. یک هدف عملکردی به عنوان یک سطح عملکرد برای یک سطح خطر لزže‌ی مشخص تعریف می‌شود. در نوشتر حاضر، سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، اینمی‌جانی (LS)

که در آن، m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو براساس جدول ۲-۵ نشریه‌ی [۲۱]؛ k ضریب آگاهی از مشخصات و جزئیات سازه است که در طراحی برابر با ۱ در نظر گرفته می‌شود؛ Q_{CE} ظرفیت موردنظر عضو با درنظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم زمان بر عضو وارد می‌شوند؛ و Q_{UD} تلاش‌های (خمش برش) ناشی از بارهای نقلی و جانبی طراحی هستند که بر سازه تحمیل می‌شوند.

۲.۲. ۲. ستون‌ها

براساس بند ۴-۳-۵-۲-۲ نشریه‌ی [۲۱]، ضوابط طراحی ستون‌های فولادی که تحت اثر تقام نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند، به این صورت هستند:

(الف) در صورتی که نیروی محوری وارد شده بیش از ۵۰٪ کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون نباشد، رفتار آنها از نظر خشن، تغییرشکل - کنترل و از نظر نیروی محوری، نیرو - کنترل است. لذا در ترکیب تلاش‌ها از روابط اندرکنش ۸ و ۹ استفاده می‌شود:

$$\text{برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \geq 0,2$$

$$\frac{P_{UF}}{\gamma k P_{CL}} + \left(\frac{M_{UDx}}{m_x M_{CEx}} \right) \leq 1 \quad (8)$$

$$\text{برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0,2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}}$$

$$\frac{P_{UF}}{\gamma k P_{CL}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UDx}}{m_x k M_{CEx}} \right) \leq 1 \quad (9)$$

که در آن‌ها، P_{UF} نیروی محوری ستون؛ P_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون؛ M_{UDx} لنگر خمشی حول محور x عضو؛ M_{CEx} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور x عضو و m_x ضریب اصلاح ستون در خمنش حول محور x هستند.

(ب) در صورتی که نیروی محوری وارد شده بیش از ۵۰٪ کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون باشد، رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری فشاری، نیرو - کنترل است. لذا در ترکیب تلاش‌ها از رابطه‌ی اندرکنش ۱۰ استفاده می‌شود:

$$\text{در واقع برای } \frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0,5$$

$$\frac{P_{UF}}{\gamma k P_{CL}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UDx}}{k M_{CLx}} \right) \leq 1 \quad (10)$$

که در آن، M_{UDx} لنگر خمشی حول محور x عضو، M_{CLx} کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x عضو هستند.

۳. رویکرد استاتیکی غیرخطی

در رویکرد استاتیکی غیرخطی از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور برای مدل سازی باز زلزله و همچنین تعیین پاسخ سازه استفاده می‌شود. روش تحلیل پوش آور، یک روش ساده برای رسیدن به پاسخ استاتیکی غیرخطی است که در آن باز زلزله به صورت تدریجی به سازه اعمال می‌شود تا یک نقطه‌ی مشخص از سازه (نقطه‌ی کنترل) به تغییرمکان مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد. الگوی باز جانبه‌ی وارد بر سازه در تحلیل پوش آور انواع مختلفی دارد، که الگوی یکنواخت متناسب با جرم طبقات و همچنین الگوی باز متناسب با شکل مود اول ارتعاش، از جمله‌ی الگوهای باز جانبه‌ی وارد بر سازه هستند. ضمن اجرای تحلیل، به تعدادی از مفاصل خمیری اجازه‌ی گسترش داده می‌شود، تا سازه به یک مکانیزم خرابی برسد. [۲۱] یکی

که در آن‌ها، P_u نیروی فشاری ناشی از بارهای ضریب‌دار؛ P_n مقاومت فشاری طراحی؛ φ_c ضریب کاهش مقاومت در فشار که مساوی ۰/۹ است؛ M_{ux} لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب‌دار نسبت به محور قوی x ؛ M_{cx} مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی x و φ_b ضریب کاهش مقاومت برای خمش، که مساوی ۰/۹ است.

۲. رویکرد استاتیکی خطی

در رویکرد استاتیکی خطی، نیروی قلی برای ترکیب با بارهای جانبی براساس بند ۴-۳-۳-۲-۸ نشریه‌ی [۲۱]، مطابق رابطه‌ی ۵ در نظر گرفته می‌شود:

$$Q_G^{PBD} = 1/1(Q_{DL} + Q_{LL}) \quad (5)$$

برای مدل سازی باز زلزله در رویکرد استاتیکی خطی، مجموع نیروهای جانبی ناشی از زلزله به تراز طبقات در قالب برش پایه، مبتنی بر بند ۴-۳-۳-۲-۳ نشریه‌ی [۲۱]، مطابق رابطه‌ی ۶ به صورت ضریبی از وزن مؤثر لرزه‌ی سازه محاسبه می‌شود:

$$V = C_s C_m S_a W \quad (6)$$

که در آن، W وزن مؤثر لرزه‌ی ساختمان شامل وزن مرده‌ی سازه و ۲۰٪ بار زنده مطابق با مبحث ششم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان؛ S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی سازه که براساس ضوابط آین نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله محاسبه می‌شود؛ C_1 ضریب تصحیح برای درنظر گرفتن تغییرمکان‌های غیرارتاجایی سازه؛ C_2 ضریب تصحیح برای آثار کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ی در تغییرمکان‌ها ناشی از زوال چرخه‌ی C_m ضریب جرم مؤثر برای اعمال اثر مودهای بالاتر که براساس فصل سوم نشریه‌ی [۲۱] به دست می‌آیند.

یک تفاوت روش تحلیل استاتیکی خطی در طراحی عملکردی با روش استاتیکی خطی طراحی تجویزی، عدم نیاز به استفاده از ضریب رفتار (R) در فاز بند طراحی و کنترل سازه است؛ بنابراین مقدار برش پایه و درنتیجه نیروهای داخلی اعضاء مقادیر بزرگی خواهد داشت. در مطالعه‌ی حاضر، از نرم‌افزار OpenSEES برای تحلیل استاتیکی خطی و اندازه‌گیری پاسخ‌های سازه (تلاش‌های داخلی و تغییرشکل‌های اعضاء) استفاده شده است.

رفتار اجزاء سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آنها و منحنی نیرو - تغییرشکل حاصل به صورت تغییرشکل کنترل و نیرو - کنترل است. تلاش‌هایی که قابلیت تجاوز از حد کشسان را با رفتاری شکل پذیر داشته باشند، تغییرشکل - کنترل هستند. تلاش‌هایی که مجاز به تجاوز از حد کشسان خود نیستند، رفتار آنها به طور عمده به شکنندگی و عدم شکل پذیری مربوط می‌شود و بلافاصله پس از عبور از تغییرشکل حد تسلیم، افت قابل توجهی را تجربه می‌کنند، نیرو - کنترل هستند. ضوابط طراحی تیرها و ستون‌ها در ادامه ارائه شده است. در ضوابط ارائه شده، زیرنویس F برای تلاش‌های نیرو - کنترل و زیرنویس D برای تلاش‌های تغییرشکل - کنترل استفاده شده‌اند. ۱.۲.۲. تیرها

در تیرها، خمش و برش برای طراحی در نظر گرفته می‌شود. خمش و برش در تیرها، تغییرشکل - کنترل هستند. رابطه‌ی ۷، برای کنترل تلاش‌های اعضاء تغییرشکل - کنترل است. براساس بند ۳-۶-۱-۲ نشریه‌ی [۲۱] در طراحی تیرها، کنترل خمش و برش با استفاده از رابطه‌ی مذکور صورت می‌گیرد:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (7)$$

۳. فرمولاسیون مدل بهینه سازی

همان گونه که ذکر شد، در مطالعه‌ی حاضر طراحی سازه براساس عملکرد با رویکرد استاتیکی خطی، به صورت بهینه انجام شده است. تابع هدف مدل طراحی بهینه، بستگی به هدف بهینه سازی دارد. با توجه به اینکه هدف در اینجا کمینه سازی وزن سازه است، تابع هدف به صورت رابطه‌ی ۱۳ تعریف شده است:

$$obj = \min(W) = \min\left(\sum_{i=1}^N \rho \times A_i \times L_i\right) \quad (13)$$

که در آن، W تابع هدف (وزن سازه بر حسب کیلوگرم)، N تعداد المان‌ها، A_i سطح مقطع المان بر حسب سانتی‌مترمربع، L_i طول المان بر حسب سانتی‌متر و چگالی فولاد به مقدار 3×10^{-3} کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب هستند. قیدهای مدل بهینه سازی نیز شامل روابط ۲ الی ۴ و ۷ الی ۱۰ هستند، که از طریق تابع جرمیه در مدل ارضاء می‌شوند. در مطالعه‌ی حاضر، برای بهینه سازی وزن قاب خشی طراحی شده براساس عملکرد، از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. با توجه به ماهیت تصادفی الگوریتم ژنتیک، تابع حاصل از اجراهای مختلف الگوریتم ممکن است منجر به جواب‌های متفاوتی شود. در مطالعه‌ی حاضر، برای هر سیستمی بهینه سازی، الگوریتم ژنتیک چندین بار اجرا و درنهایت، بهترین جواب اجراهای مختلف ارائه شده است.

۴. معرفی قاب‌های بررسی شده و پارامترهای مدل سازی

در مطالعه‌ی حاضر، سیستم سازه‌ی قاب‌های موردنظر، قاب خمی فولادی متوسط با کاربری مسکونی، منطقه با پهنی خطر نسبی زلزله بسیار زیاد و براساس استاندارد ۰،۲۸۰ در روی زمینی از نوع II فرض شده است. با مرده‌ی ثقلی در تمام طبقات برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و باز زنده‌ی طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. قاب مصرفی، فولاد نرم‌های st ۳۷ با تنش تسلیم ۲۳۵ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع فرض شده است. لذا مطابق بند ۲-۷-۲ نشریه‌ی [۲۱]، ۳۶۰ برای تعیین کرانه‌ی پایین مقاومت اعضاء از مقدار تنش تسلیم مذکور و برای تعیین مقاومت موردناظار عضو از مقاومت انتظاری فولاد استفاده شده است، که برابر با ۱/۱ برابر تنش تسلیم فولاد بوده است. مقاطع در نظر گرفته شده برای تیر و ستون، مقاطع W هستند، که تعداد آن‌ها ۲۵۲ پروفیل موجود در پایگاه داده‌ی AISC بوده است. نام اختصاری مقاطع مذکور به صورت $Wa \times b \times c$ بوده است که در آن، a نشان‌دهنده‌ی حدود ارتفاع مقاطع بر حسب اینج، b نشان‌دهنده‌ی عرض بال مقاطع بر حسب اینج و c نمایانگر وزن واحد طول مقطع بر حسب پوند بر فوت است.

دو قاب دو بعدی شامل یک قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه‌ی مستخرج از مرجع [۱] بررسی شده‌اند. در هر دو قاب آخر، ارتفاع هر طبقه ۰ سانتی‌متر و طول هر دهانه ۵۰ سانتی‌متر بوده است. قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه دارای ۴۲ عضو و المان‌ها به ۹ گروه (تیر) دسته‌بندی شده‌اند که هندسه و گروه‌بندی آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود. قاب ۶ طبقه، شامل ۶ گروه برای ستون‌ها (C_۱ تا C_۶) و ۳ گروه برای تیرها (B_۱ تا B_۳) و قاب ۱۲ طبقه شامل ۱۸ گروه برای ستون‌ها (C_۱ تا C_{۱۸}) و ۶ گروه برای تیرها (B_۱ تا B_۶) هستند. تعداد زن‌های کروموزوم برابر با مجموع تعداد گروه‌های در نظر گرفته شده برای ستون‌ها و تیرهاست. لذا برای قاب ۶ طبقه، تعداد زن‌ها برابر ۹

از مزیت‌های تحلیل پوش‌آور، این است که در آن امکان مشاهده‌ی ایجاد مفصل خمیری با توجه به معیارهای پذیرش برای اعضاء رفتار تغییرشکل - کنترل یا نیرو - کنترل در سطوح عملکرد متفاوت و در مراحل مختلف بارگذاری جانبی وجود دارد. جهت بررسی قاب‌های ساختمانی، نقطه‌ی کنترل معمولاً مرکز جرم با مقدار گرفته می‌شود و تغییرمکان هدف مطابق بند ۱-۲-۳ نشریه‌ی [۲۱] از رابطه ۱۱ به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e g}{\frac{4}{\pi}} \quad (11)$$

که در آن، C_0 ضریب تبدیل تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی به سیستم چند درجه آزادی؛ C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارجاعی؛ C_2 ضریب تصحیح برای آثار کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ی در تغییرمکان‌های ناشی از زوال چرخه‌ی؛ و S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناب اصلی مؤثر سازه T_e هستند. محاسبات مربوط به تغییرمکان هدف به صورت سعی و خطأ و مطابق با نشریه‌ی [۲۱] انجام می‌شود. مدل سازی رفتار غیرخطی اعضاء با تخصیص مفاصل خمیری و مطابق با شکل ۲-۵ نشریه‌ی [۲۱] در نظر گرفته شده است که اثر زوال سختی به صورت کامل منتظر شده است. در نوشتار حاضر، تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور در محیط نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰ و با الگوی بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارجاع شده است.

معیارهای موردپذیرش عملکردی در این رویکرد به صورت مقادیر محدود شده‌ی از پاسخ سازه مانند جابه‌جایی نسبی بین طبقات یا پاسخ هر عضو مثل چرخش مقاصل خمیری و مقاومت اعضاء تعریف می‌شود. [۲۲] بر این اساس، کنترل برای مقاومت و شکل پذیری با توجه به نوع رفتار عضو که می‌تواند نیرو - کنترل یا تغییرشکل - کنترل باشد، انجام می‌شود که در ادامه، برای تیرها و ستون‌ها به اختصار بیان شده است. جهت جلوگیری از طولانی شدن متن نوشتار حاضر، از ارائه‌ی جزئیات روابط صرف نظر شده است.

۱۰.۳.۲. تیرها
عملکرد خمی از تیرها بر مبنای رفتار تغییرشکل - کنترل است. لذا مقادیر دوران کلی تیرها باید با مقادیر مجاز ظرفیت دوران اعضاء مقایسه شود. مقادیر مجاز ظرفیت دوران اعضاء برای هر سطح عملکرد، مطابق ضوابط ارائه شده در جدول ۳-۵ نشریه‌ی [۲۱] ۳۶۰ تعیین می‌شود.

۲۰.۲. ستون‌ها
بسته به مقدار $\frac{P_{UF}}{P_{CL}}$ ، طراحی ستون‌ها به این شکل انجام می‌شود:

الف) اگر $0 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$ باشد، ستون‌ها تغییرشکل - کنترل محسوب می‌شوند و همانند تیرها، باید طراحی با توجه به مقایسه‌ی دوران کلی ستون با مقادیر مجاز ظرفیت دوران مطابق جدول ۳-۵ نشریه‌ی [۲۱] ۳۶۰ صورت پذیرد.

ب) در صورتی که $0.5 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 1$ باشد، ستون‌ها، نیرو - کنترل محسوب می‌شوند و رابطه ۱۲ باید در مورد آن‌ها صدق کند.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UFx}}{M_{CLx}} \right) \leq 1 \quad (12)$$

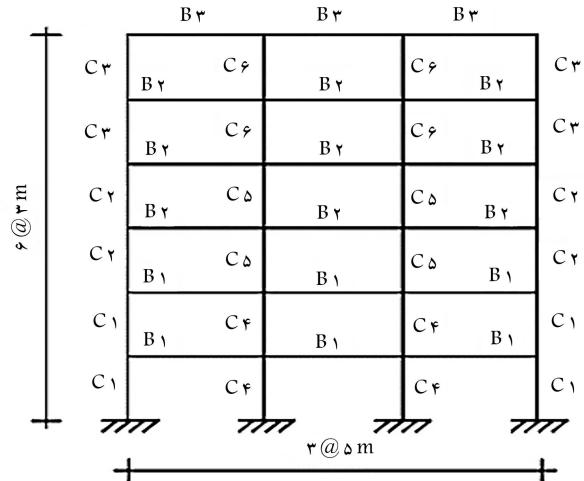
که در آن‌ها، P_{UF} و P_{UFx} به ترتیب نیروی محوری عضو و لنگر خمی عضو در جهت x در تغییرمکان هدف و P_{CL} و M_{CLx} در جهت x در نظر گرفته شده است. محروری و لنگر خمی عضو در جهت x هستند.

همان‌طور که در جدول اخیر مشخص است، مطابق انتظار وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه که سطح اینمی بالاتری را تضمین می‌کند، بیشتر از وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی شده در دو سطح عملکرد دیگر است؛ و بر عکس، وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش با سطح اینمی کمتر در مقایسه با وزن بهینه‌ی قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد دیگر کمتر است. در جدول ۲، مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب‌های ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه، اینمی جانی، و آستانه‌ی فروریزش مطابق با ضوابط مقاومت (روابط ۲ الی ۴) تحت ترکیب بارگذاری ثقلی و ضوابط عملکرد (روابط ۷ الی ۱۰) تحت ترکیب بارگذاری ثقلی و جانی ارائه شده است. منظور از نسبت تقاضا به ظرفیت در روابط ۲ و ۷، نسبت عبارت سمت راست نامساوی (تقاضا) به عبارت سمت چپ نامساوی (ظرفیت) است و در روابط ۳، ۴، ۸، و ۱۰، مقدار به دست آمده در سمت چپ روابط است.

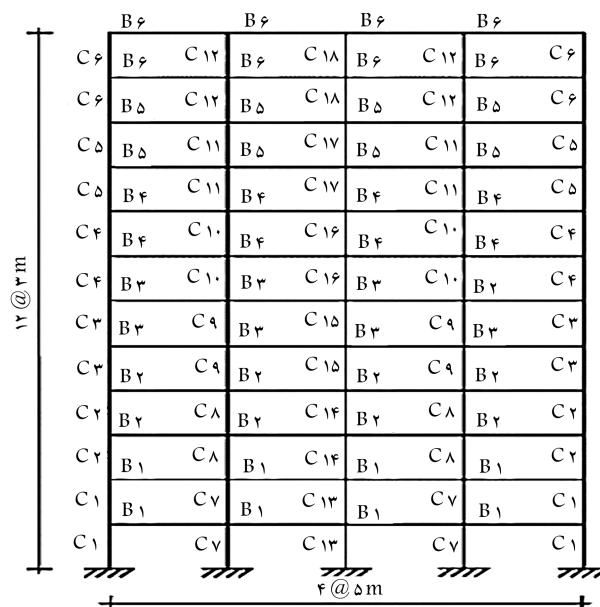
همان‌گونه که در جدول اخیر مشاهده می‌شود، با توجه به اینکه ضوابط کنترل مقاومت برای هر سه طرح یکسان است، طرح به دست آمده در سطح عملکرد IO که طرح سنتگین‌تری است، دارای بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برابر با ۰/۷۷۴۹ بوده است؛ در حالی که با کاهش سطح اینمی لرزه‌یی و سبک‌ترشدن طرح‌ها در سطح عملکرد LS و CP و LS، بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به ترتیب برابر با ۰/۹۷۷۹ و ۰/۹۹۶۴ به دست آمده است. درواقع، در سطح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل عملکردی در مقایسه با ضوابط کنترل مقاومت، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری است و لذا بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب‌های طراحی شده در دو سطح عملکرد IO و LS، مشخصاً مربوط به ضوابط کنترل عملکردی است؛ در حالی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد، تقریباً به هم نزدیک است؛ هر چند که مقدار آن در ضوابط کنترل مقاومت، بیشتر و تعیین‌کننده بوده است. نزدیک بودن مقادیر بیشینه‌ی ضوابط اعم از ضوابط مقاومت و ضوابط کنترل عملکرد، نشان می‌دهد که الگوریتم زنیک در رسیدن به طرح بهینه به خوبی عمل کرده است.

در نوشтар حاضر، از رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰ برای ارزیابی عملکردی طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده استفاده شده است. نقطه‌ی توقف تحلیل غیرخطی متناظر با تغییرمکان هدف به دست آمده از رابطه ۱۱ است که مقدار آن در سطح عملکرد IO برابر با ۱۱۸/۰ متر، در سطح عملکرد LS برابر با ۱۵۴/۰ متر، و در سطح عملکرد CP برابر با ۱۵۸/۰ متر بوده است. با توجه به نوع رفتار اعضاء و به منظور مشاهده می‌عیارهای پذیرش در اعضاء، مفاصل مناسب برای هر عضو در نرم‌افزار تعریف و تحلیل پوش آور انجام شده است. در شکل‌های ۳ الی ۵، توزیع مفاصل خمیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور به ترتیب در قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد LS، CP، IO و LS برای قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه مشاهده می‌شوند.

همان‌گونه که در شکل‌های اخیر مشاهده می‌شود، در قاب طراحی شده در سطح عملکرد IO هیچ مفصلی تشکیل نشده است؛ یعنی زوایای چرخش در اعضاء حتی به میزان چرخش حد تسلیم نیز نرسیده است. در قاب طراحی شده در سطح عملکرد LS، همه‌ی مفاصل تشکیل شده حتی از سطح عملکرد IO نیز عبور نکرده‌اند، یعنی زوایای چرخش خمیری در مفاصل تشکیل شده در اعضاء کمتر از میزان مجاز در جدول ۳-۵ نشیریه ۳۶۰ در سطح عملکرد IO است. همین شرایط برای قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP نیز وجود دارد، به‌نحوی که بیشترین تغییرشکل‌های مفاصل تشکیل شده نیز حتی از سطح عملکرد LS



شکل ۱. هندسه و گروه‌بندی قاب ۶ طبقه.



شکل ۲. هندسه و گروه‌بندی قاب ۱۲ طبقه.

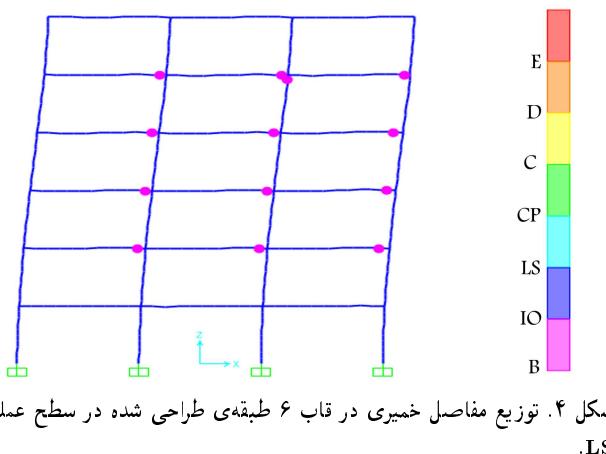
و برای قاب ۱۲ طبقه، تعداد زن‌ها برابر ۲۴ بوده است. با توجه به اینکه در الگوریتم زنیک استفاده شده، ۲۵۲ پروفیل W موجود از عدد طبیعی ۱ تا ۲۵۲ کدگذاری شده‌اند، لذا زن‌ها، اعداد طبیعی ۱ تا ۲۵۲ را می‌توانند اختیار کنند. درصد تزویج برای مدل‌سازی هر دو قاب ۸٪، درصد جهش ۳٪، و از روش چرخ رولت برای فرایند انتخاب استفاده شده است. سایز جمعیت برای هر دو قاب برابر ۱۰۰، تعداد نسل‌ها برای مدل‌سازی قاب ۶ طبقه ۲۰۰ و برای قاب ۱۲ طبقه ۱۰۰ منظور شده است. پارامترهای مذکور براساس روند سعی و خط و بررسی نتایج اجرایی مختلف الگوریتم زنیک به دست آمده است.

۵. ارائه‌ی نتایج

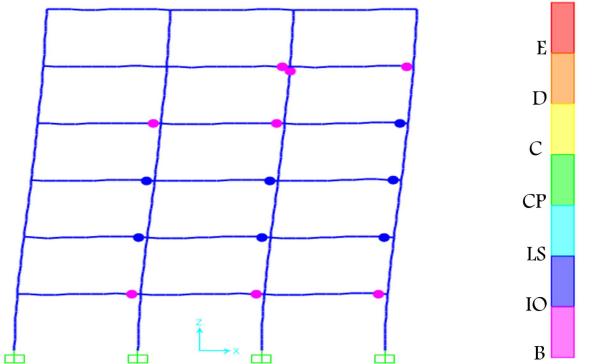
در جدول ۱، نتایج طراحی بهینه‌ی قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه، برای سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، اینمی جانی و آستانه‌ی فروریزش ارائه شده است.

جدول ۱. نتایج طرح بهینه براساس عملکرد قاب ۶ طبقه.

شماره‌ی گروه عضو	مقاطع بهینه در سطح عملکرد	CP	LS	IO
C1	W21×8/25×93	W24×9×103	W18×11×76	
C2	W18×7×5×60	W21×8×25×62	W24×7×62	
C3	W12×6×5×26	W10×5×75×26	W14×6×75×34	
C4	W18×7×5×65	W16×10×25×67	W40×12×149	
C5	W16×7×45	W14×8×48	W24×9×76	
C6	W16×5/5×31	W12×6×5×30	W21×8×25×48	
B1	W14×5×22	W16×5/5×26	W14×6/75×34	
B2	W16×5/5×26	W14×5×26	W21×6/5×44	
B3	W14×5×22	W14×5×22	W12×6/5×30	
وزن بهینه سازه (kg)	۸۸۰۲/۲۰	۹۲۷۷/۳۰	۱۲۷۱۰/۶۰	



شکل ۴. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد.

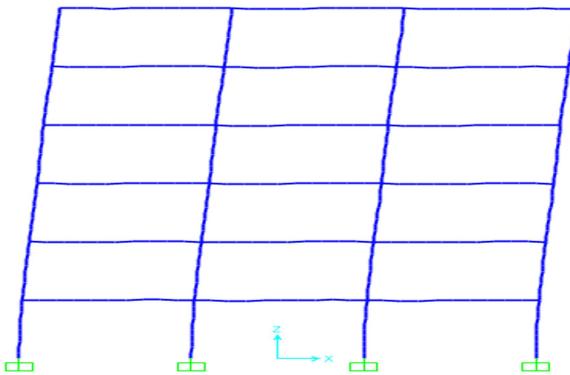


شکل ۵. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد.

وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه و با سطح ایمنی بالاتر بیشتر از وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد دیگر بوده است؛ و بر عکس، وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد آستانه‌ی فوریزش، که سطح ایمنی کمتری در مقایسه با وزن بهینه‌ی قاب طراحی شده در سطح عملکرد دیگر تأمین می‌کند، کمتر بوده است. در جدول ۴، مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در کلیه‌ی اعضاء قاب‌های ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده در سطح

جدول ۲. نتایج بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها، قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده.

قاب طراحی شده	ضوابط کنترل	
	مقاومت عملکرد	ستون‌ها تیرها
در سطح عملکرد IO	۰/۹۹۳۶ ۰/۹۹۹۱	۰/۷۷۴۹ ۰/۴۴۹۱
در سطح عملکرد LS	۰/۶۸۸۱ ۰/۹۹۹۳	۰/۹۷۷۹ ۰/۷۰۵۰
در سطح عملکرد CP	۰/۵۵۴۰ ۰/۹۵۱۳	۰/۹۹۶۴ ۰/۶۶۴۷



شکل ۳. توزیع مفاصل خمیری در قاب ۶ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد.

نیز عبور نکرده‌اند. در قاب مذکور، زوایای چرخش خمیری در تعدادی از مفاصل تشکیل شده در اعضاء، کمتر از میزان مجاز در سطح عملکرد IO و در تعدادی دیگر، کمتر از میزان مجاز در سطح عملکرد LS بوده است. در واقع می‌توان نتیجه گرفت که در مورد قاب ۶ طبقه، قاب‌های طراحی شده براساس عملکرد با رویکرد خطی، ضوابط کنترل عملکرد لرزه‌یی متناظر را نه فقط کنترل می‌کنند، بلکه ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد غیرخطی ضوابط سختگیرانه‌تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد غیرخطی است. در جدول ۳، نتایج طراحی بهینه‌ی قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه، برای سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جاتی و آستانه‌ی فوریزش ارائه شده است.

همان‌طور که در جدول اخیر مشخص است، مشابه قاب ۶ طبقه و مطابق انتظار،

جدول ۳. نتایج طرح بهینه براساس عملکرد، قاب ۱۲ طبقه.

CP	LS	IO	مقدارهای گروه مقطع
مقاطع بهینه در سطح عملکرد			
W۳۶ × ۱۶/۵ × ۲۳۱	W۳۶ × ۱۶/۵ × ۲۴۷	W۳۶ × ۱۲ × ۲۵۶	C۱
W۳۶ × ۱۲ × ۲۱۰	W۳۶ × ۱۲ × ۲۱۰	W۳۳ × ۱۱/۵ × ۱۴۱	C۲
W۴۰ × ۱۲ × ۱۶۷	W۳۳ × ۱۱/۵ × ۱۴۱	W۳۳ × ۱۱/۵ × ۱۱۸	C۳
W۱۸ × ۱۱ × ۱۰۶	W۲۷ × ۱۰ × ۹۴	W۲۱ × ۸/۲۵ × ۸۳	C۴
W۲۱ × ۶/۵ × ۵۰	W۱۸ × ۷/۵ × ۲۲	W۲۴ × ۷ × ۶۲	C۵
W۱۰ × ۵/۷۵ × ۲۲	W۱۰ × ۵/۷۵ × ۲۲	W۱۴ × ۵ × ۲۶	C۶
W۲۷ × ۱۰ × ۱۲۹	W۱۴ × ۱۴/۵ × ۱۰۲	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۱۰۸	C۷
W۲۴ × ۹ × ۱۰۳	W۲۷ × ۱۰ × ۱۱۴	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۹۹	C۸
W۲۱ × ۸/۲۵ × ۷۳	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۹۰	W۲۷ × ۱۰ × ۸۴	C۹
W۲۱ × ۸/۲۵ × ۶۲	W۱۸ × ۷/۵ × ۶۵	W۲۷ × ۱۰ × ۸۴	C۱۰
W۱۴ × ۸ × ۴۳	W۱۸ × ۶ × ۴۶	W۲۱ × ۸/۲۵ × ۷۳	C۱۱
W۱۶ × ۵/۵ × ۳۶	W۱۲ × ۶/۵ × ۳۰	W۲۱ × ۸/۲۵ × ۴۸	C۱۲
W۲۷ × ۱۰ × ۱۰۲	W۲۴ × ۹ × ۱۰۳	W۳۳ × ۱۱/۵ × ۱۳۰	C۱۳
W۲۱ × ۸/۲۵ × ۹۳	W۱۶ × ۱۰/۲۵ × ۸۹	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۱۱۶	C۱۴
W۲۴ × ۹ × ۷۶	W۲۷ × ۱۰ × ۸۴	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۹۰	C۱۵
W۱۸ × ۷/۵ × ۶۰	W۱۸ × ۷/۵ × ۶۰	W۳۰ × ۱۰/۵ × ۹۰	C۱۶
W۱۸ × ۶ × ۴۶	W۱۴ × ۸ × ۴۳	W۲۱ × ۸/۲۵ × ۶۸	C۱۷
W۱۴ × ۵ × ۲۶	W۱۶ × ۷ × ۳۶	W۲۱ × ۶/۵ × ۵۰	C۱۸
W۱۸ × ۶ × ۴۰	W۱۸ × ۶ × ۳۵	W۲۴ × ۷ × ۵۵	B۱
۱۶ × ۵/۵ × ۲۶	W۱۸ × ۶ × ۳۵	W۲۴ × ۹ × ۶۸	B۲
۱۶ × ۵/۵ × ۲۶	W۲۱ × ۶/۵ × ۴۴	W۲۴ × ۷ × ۵۵	B۳
W۱۸ × ۶ × ۳۵	W۱۶ × ۵/۵ × ۳۶	W۲۱ × ۸/۲۵ × ۴۸	B۴
W۱۴ × ۶/۷۵ × ۳۰	W۱۶ × ۵/۵ × ۳۱	W۱۶ × ۷ × ۴۰	B۵
W۱۶ × ۵/۵ × ۲۶	W۱۶ × ۵/۵ × ۲۶	W۱۶ × ۵/۵ × ۲۶	B۶
۳۶۲۳۶/۳۰	۳۷۶۲۶/۵۰	۴۳۴۵۰/۴۳	وزن بهینه سازه (kg)

محافظه کارانه بی اقنان شده و عملاً ضوابط کنترل عملکردی تعیین کننده بوده است، بهنحوی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برای ضوابط عملکردی در قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد IO و LS به ترتیب برابر با ۰/۹۹۴۹ و ۰/۹۹۹۸ است. به دست آمده است. در حالی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت برای ضوابط مقاومت در قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد تقریباً نزدیک به هم است، هر چند که مقدار آن در ضوابط کنترل مقاومت، کمی بیشتر و تعیین کننده بوده است. مشابه قاب ۶ طبقه، نزدیک بودن مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به مقدار یک در هر ۳ قاب طراحی شده (در مجموعه‌ی کلی ضوابط اعم از ضوابط کنترل مقاومت و ضوابط کنترل عملکرد) نشان‌دهنده‌ی آن است که الگوریتم زتیک در رسیدن به طرح بهینه به خوبی عمل کرده است.

در شکل‌های ۶ الی ۸، توزیع مفاصل خمیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور به ترتیب در قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد IO، LS و CP برای قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه مشاهده می‌شود. نقطه‌ی توقف تحلیل غیرخطی، متناظر با غیربرمکان هدف ۲۱۶/۰ متر در سطح عملکرد IO، ۲۸۸/۰ متر در سطح عملکرد LS و ۳۰۸/۰ متر در سطح عملکرد CP بوده است. همان‌گونه که در شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود، در قاب طراحی شده در

جدول ۴. نتایج بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در تیرها و ستون‌ها، قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده.

ضوابط کنترل	
عملکرد	
ستون‌ها	
ستون‌ها	تیرها
در سطح عملکرد IO	۰/۹۹۴۹
در سطح عملکرد LS	۰/۹۹۹۸
در سطح عملکرد CP	۰/۹۹۶۰

عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه، اینمی جانی، و آستانه‌ی فروریش، مطابق با ضوابط مقاومت و ضوابط عملکرد ارائه شده است.

با توجه به نتایج به دست آمده، برای ضوابط کنترل مقاومت، طرح به دست آمده در سطح عملکرد IO که طرح سنگین‌تری است، بیشترین نسبت تقاضا به ظرفیت برای قاب ۷۹۵۹/۰ را دارد؛ در حالی که با کاهش سطح اینمی لرزه‌بی و سبک‌ترشدن طرح‌ها در سطح عملکرد LS، CP، بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به ترتیب برابر با ۸۸۸۳/۰ و ۸۸۸۹/۰ به دست آمده است. در این قاب نیز مشابه قاب ۶ طبقه، در قاب‌های طراحی شده در سطوح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل مقاومت به طور

رویکرد غیرخطی است؛ به نحوی که در کلیه قاب‌های طراحی شده، تغییرشکل‌های ایجاد شده، یک سطح کمتر از تغییرشکل‌های مجاز سطح عملکردی مدنظر بوده است.

۶. نتیجه‌گیری

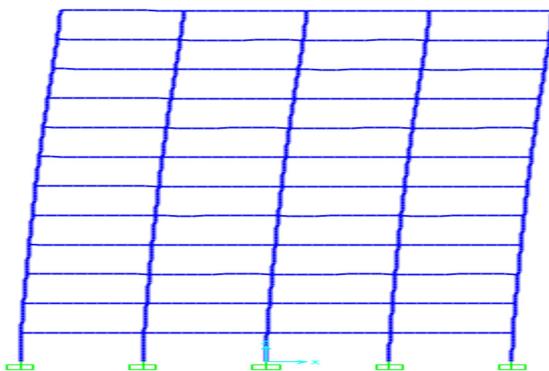
هدف از انجام پژوهش حاضر، ارزیابی رویکرد استاتیکی خطی در طراحی لرزه‌بی سازه‌ها براساس عملکرد بوده است. برای ارزیابی مناسب‌تر روش، طرح بهینه‌ی سازه بررسی شده است. برای اندازه‌گیری پاسخ سازه در مقابل نیروهای تقلي و جانبی از تحلیل استاتیکی خطی و از خواباط نشریه‌ی ۳۶۰ و مبحث دهم از مجموعه‌ی مقررات ملی ساختمان برای کنترل مقاومت و عملکرد لرزه‌بی سازه استفاده شده است. همچنین از نرم‌افزار تحلیل سازه‌ی OpenSEES برای تعیین پاسخ سازه استفاده شده است، که به نحو مناسبی نرم‌افزار مذکور با کد الگوریتم زتیک تهیه شده در نرم‌افزار متلب مرتبط شده است. برای ارزیابی عملکرد لرزه‌بی قاب‌ها از رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰ استفاده شده است. براساس روش تحقیق ارائه شده، ۶ مدل قاب خمشی فولادی، شامل یک قاب ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه و یک قاب ۱۲ طبقه‌ی ۴ دهانه و هر کدام در سه سطح عملکرد: استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانبی و آستانه‌ی فربویش در سطح خطر I، به عنوان مطالعات موردی، طراحی بهینه شدند و سپس طرح‌های به دست آمده با رویکرد استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP ۲۰۰۰ ارزیابی شده‌اند. همانگونه که انتظار می‌رفت، هر چه ایمنی موردنانتظار یا سطح عملکرد مدنظر برای طراحی قاب بیشتر باشد، نیاز به سازه‌ی قوی‌تری است که منجر به وزن بیشتر قاب می‌شود. به علاوه با توجه به نزدیک بودن مقادیر بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت به مقدار یک در تمام قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد مختلف، الگوریتم زتیک استفاده شده در رسیدن به طرح بهینه موفق عمل کرده است.

نتایج به دست آمده در نوشتار حاضر، به این شرح بوده است:

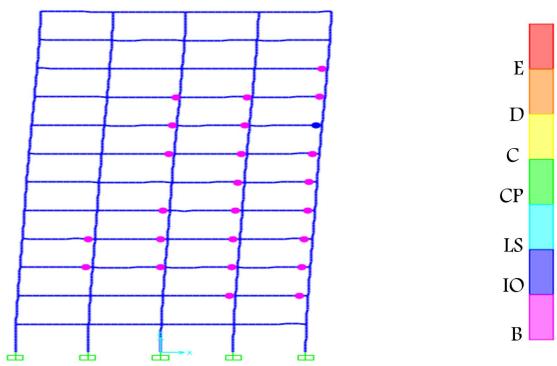
- برای قاب‌های طراحی شده در سطح عملکرد IO و LS، ضوابط کنترل عملکردی در مقایسه با ضوابط کنترل مقاومت، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری است و لذا بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب‌های طراحی شده در دو سطح عملکرد IO و LS، مشخصاً مربوط به ضوابط کنترل عملکردی است؛ در حالی که بیشینه‌ی نسبت تقاضا به ظرفیت در قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP در ضوابط کنترل مقاومت و کنترل عملکرد تقریباً نزدیک به هم بوده است.

- از ریاضی لرزه‌بی طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده از رویکرد خطی با کمک رویکرد غیرخطی نشان می‌دهد که نه فقط طرح‌های به دست آمده، ضوابط عملکردی رویکرد غیرخطی را اقتاع کرده است؛ بلکه ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد خطی ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در رویکرد غیرخطی داشته و طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده با یک حاشیه‌ی اطمینان مناسب، عملکرد مدنظر در رویکرد غیرخطی را تأمین کرده‌اند.

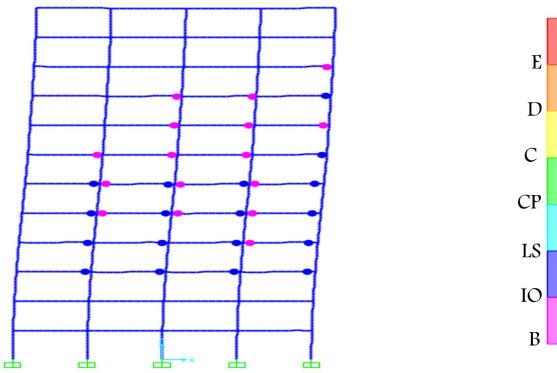
- در حال حاضر نرم‌افزارهای تجاری موجود مثل ETABS و SAP و قابلیت طراحی سازه‌ها براساس عملکرد را ندارند و دستیابی به این هدف به صورت دستی و با روند سعی و خطأ صورت می‌گیرد، که ممکن است این روند بسیار زمان‌بر و طاقت‌فرسا باشد. فارغ از اینکه طرح‌های بهینه‌ی به دست آمده از



شکل ۶. توزیع مقاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد IO.



شکل ۷. توزیع مقاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد LS.



شکل ۸. توزیع مقاصل خمیری در قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده در سطح عملکرد CP.

سطح عملکرد IO هیچ مفصلی به وجود نیامده است، در قاب طراحی شده در سطح عملکرد LS کلیه مقاصل تشکیل شده حتی از سطح عملکرد IO نیز عبور نکرده‌اند. همین شرایط برای قاب طراحی شده در سطح عملکرد CP نیز وجود دارد، به نحوی که بیشترین تغییرشکل‌های مقاصل تشکیل شده نیز حتی از سطح عملکرد LS نیز عبور نکرده‌اند. این بدان معنی است که زوایای چرخش خمیری بسیار کمتر از مقادیر مجاز در جدول ۳-۵ نشریه‌ی ۳۶۰ است. لذا در مورد قاب ۱۲ طبقه نیز مشابه قاب ۶ طبقه، ضوابط کنترل عملکرد لرزه‌بی در رویکرد خطی ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در مقایسه با ضوابط کنترل عملکردی در

اشاره شده استفاده و صحت نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر برای دیگر سازه‌ها بررسی شوند.

۲. در نشریه‌ی ۳۶۰، چهار رویکرد: استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی برای هدف بهسازی و همچنین هدف طراحی براساس عملکرد پیشنهاد شده است. در حالی که بیشتر مطالعات معطوف به رویکرد استاتیکی غیرخطی بوده است، مطالعه‌ی جامع که مقایسه‌ی کاملی بین نتایج هر یک از رویکردها ارائه کند، می‌تواند در این حوزه حاوی نکات ارزشمندی باشد.

۳. یکی از چالش‌های مهم در طراحی بهینه براساس عملکرد مبتنی بر رویکردهای غیرخطی، زمان محاسبه‌ی قابل توجه برای تحلیل لرزه‌ی طرح‌های متعددی است که در طول فرایند بهینه‌سازی ارزیابی می‌شوند. با هدف کاهش زمان محاسبات، استفاده‌ی همزمان از رویکردهای استاتیکی خطی و غیرخطی در فرایند طراحی بهینه، می‌تواند بستر مناسبی برای مطالعات آینده باشد.

رویکرد استاتیکی خطی در مطالعه‌ی حاضر، طرح‌های قابل قبولی بوده است، می‌توان از آن‌ها به عنوان طرح‌های اولیه برای رسیدن به طرح‌های نهایی براساس عملکرد و مبتنی بر رویکردهای واقع‌سینانه‌تر غیرخطی نیز استفاده کرد، تا روند سعی و خطأ تسریع شود.

این پیشنهادها برای ادامه‌ی پژوهش حاضر ارائه شده‌اند:

۱. نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر با بررسی ۶ مدل قاب (۲ قاب و هر قاب در ۳ سطح عملکرد)، به دست آمده است و لذا تیجه‌گیری کلی از آن تیاز به بررسی قاب‌های بیشتری دارد. به علاوه در مطالعه‌ی حاضر، فقط به قاب‌های خمشی فولادی توجه شده است. در نشریه‌ی ۳۶۰، به طیف گسترده‌ی از سازه‌ها، شامل انواع سازه‌های: فولادی، بتی، انواع سازه‌ی بنایی و ... توجه شده است. هر کدام از سازه‌های مذکور، ضوابط طراحی براساس عملکرد و مقاومت مرتبط خود را دارند. پیشنهاد می‌شود رویکرد استاتیکی خطی برای کلیه‌ی سازه‌های

پانوشت‌ها

1. immediate occupation
2. life safety
3. collapse prevention
4. Liu
5. Carbas & Aydogdu
6. Zhang & Tian
7. Matlab

منابع (References)

1. Gholizadeh, S. "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", *Advances in Engineering Software*, **81**, pp. 50-65 (2014).
2. Fragiadakis, M., Lagaros, N.D. and Papadrakakis, M. "Performance-based multiobjective optimum design of steel structures considering life-cycle", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **32**(1), pp. 1-11 (2006).
3. Seismic Design of Steel Moment Frame Structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(3), pp. 289-306 (2005).
4. Rezazadeh Soroche, Kaveh, A., Farahmand Azar, B., Hadidi, A. and et al. "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(4), pp. 566-574 (2010).
5. Tehranizadeh, M. and Moshref, A. "Performance-based optimization of steel moment resisting frames", *Scientia Iranica*, **18**(2), pp. 198-204 (2011).
6. Gholizadeh, S.; Kamyab, R. and Dadashi, H. "Performance-based design optimization of steel
- moment frames", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **3**, pp. 327-433 (2013).
7. Gholizadeh, S. and Moghadas, R. K. "Performance-based optimum design of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization", *Advances in Structural Engineering*, **17**(2), pp. 143-156 (2014).
8. Kaveh, A. and Nasrollahi, A. "Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization", *Applied Soft Computing*, **22**, pp. 213-221 (2014).
9. Talatahara, S. "Optimum performance-based seismic design of frames using metaheuristic optimization algorithms", *Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures*, Elsevier, pp. 419-437 (2013).
10. Gholizadeh, S. and Baghchevan, A. "Multi-objective seismic design optimization of steel frames by a chaotic meta-heuristic algorithm", *Engineering with Computers*, **33**(4), pp. 1045-1060 (2017).
11. ICarbas, S. and Aydogdu, I. "Optimum design of spatial steel frames using water cycle algorithm with evaporation rate", International Conference on Mathematical Studies and Applications, Karaman, RKİYE, pp. 459-464 (2018).
12. Zhang, C. and Tian, Y. "Simplified performance-based optimal Engineering seismic design of reinforced concrete frame buildings", *Structures*, **185**, pp. 15-25 (2019).
13. Karimi, F. and Vaez, S.R.H. "Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFD-PBD method", *Journal of Constructional Steel Research*, **155**, pp. 77-89 (2019).
14. Gholizadeh, S., Danesh, M. and Gheyratmand, C. "A new Newton metaheuristic algorithm for discrete performance-based design optimization of steel moment frames", *Computers & Structures*, **234**, pp. 106250, (2020).

15. Fathali, M.A. and Vaez, S.R.H. "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames", *Engineering Structures*, **202**, p. 109857 (2020).
16. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Saedi Daryan, A. "Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis", *Journal of Structures*, **20**, pp. 437-451 (2019).
17. Kheyroddin, A., Gholhaki, M. and Pachideh, G. "Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, **7**(1), pp. 159-173 (2019).
18. Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezayfar, O. and et al. "Specification of Response modification factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method [IDA]", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **6**(2), pp. 211-224 (2019).
19. Gholhaki, M., Karimi, M. and Pachideh, G. "Investigation of subpanel size effect on behavior factor of stiffened steel plate shear wall", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **5**(4), pp. 73-87 (2019).
20. Gholizadeh, S. and Mohammadi, M. "Reliability-based seismic optimization of steel frames by metaheuristics and neural networks", *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **3**(1), p. 04016013 (2017).
21. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: Standarad No. 360, Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs (In Persian) (1392).
22. Iranian code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standarad No. 2800, Building and Housing Research Center, 4th edition (1394).
23. Design and Construction of Steel Structures, 10th code of National Building Regulations (In Persian) (1392).
24. Medina, R. and Krawinkler, H. "Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames", *Journal of Structural Engineering*, **131**(7), pp. 1003-1013 (2005).